工事報告

羽越線山倉川橋りょうの設計・施工
－鋼管トラスウェブ PC 開床式下路桁－

石田　清 *1・木戸　素子 *2・小山　幸寛 *3・大久保　秀樹 *4

1. はじめに

山倉川橋りょうは羽越線神山・月岡間に位置し，今回の改築工事にあたっては支間長 51.8 m の鋼管トラスウェブ PC 橋を採用した。この形式は，**写真 - 1** で示すように PC 下路桁橋のウェブを鋼管斜材に置き換えた構造で鋼とコンクリート相互の長所を取り入れたものとなっている。この鋼管トラスウェブ PC 橋は，那智勝浦道路木ノ川高架橋 [1)] において上路橋として施工されているが，今回は下路形式で鉄道橋に採用した初めてのケースとなる。本稿では，この鋼管トラスウェブ PC 橋の設計・施工について報告する。

2. 橋梁概要

一級河川折居川の流域は，平成 10 年 8 月の豪雨により多大な洪水被害を受けており，新潟県ではこれを受け河川災害復旧助成事業として折居川の改修を行っている。これに伴い，羽越線神山駅・月岡駅間に架かる旧山倉川橋りょう（鋼桁 $L = 9.09$ m）の架替えが必要となり，新潟県からの委託を受けて JR 東日本が工事を行った。橋梁の平面略図を**図 - 1** に，橋梁一般図を**図 - 2，3** に，橋梁の概要を**表 - 1** に示す。当工事の施工は，**図 - 1** に示すように列車を仮線に移した後に橋梁の改築を行い，完了時には本線へ列車を通す仮線方式を採用している。

写真 - 1　完成した山倉川橋りょう

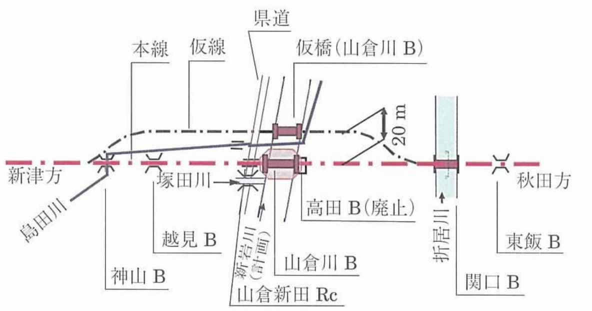


図 - 1　山倉川橋りょう平面略図

表 - 1　橋梁概要

①上部工	
構造形式	単径間鋼管トラスウェブ PC 桁（開床式）
橋長	53.2 m
支間長	51.8 m
橋幅	6.75 m ～ 7.25 m
平面線形	直線
勾配	2.3 ‰，0.7 ‰
②下部工	
構造形式	橋台
基礎	場所打ち杭（リバース工法）31.5 m
③軌道構造	
構造形式	弾性バラスト軌道

*1 *Kiyoshi ISHIDA*
東日本旅客鉄道㈱
担当課（新潟）　副課長

*2 *Motoko KIDO*
東日本旅客鉄道㈱
工事管理室　主席

*3 *Yukihiro KOYAMA*
東日本旅客鉄道㈱
担当課（長野・栃木）　課員

*4 *Hideki OKUBO*
鹿島建設㈱
山倉川工事事務所　所長

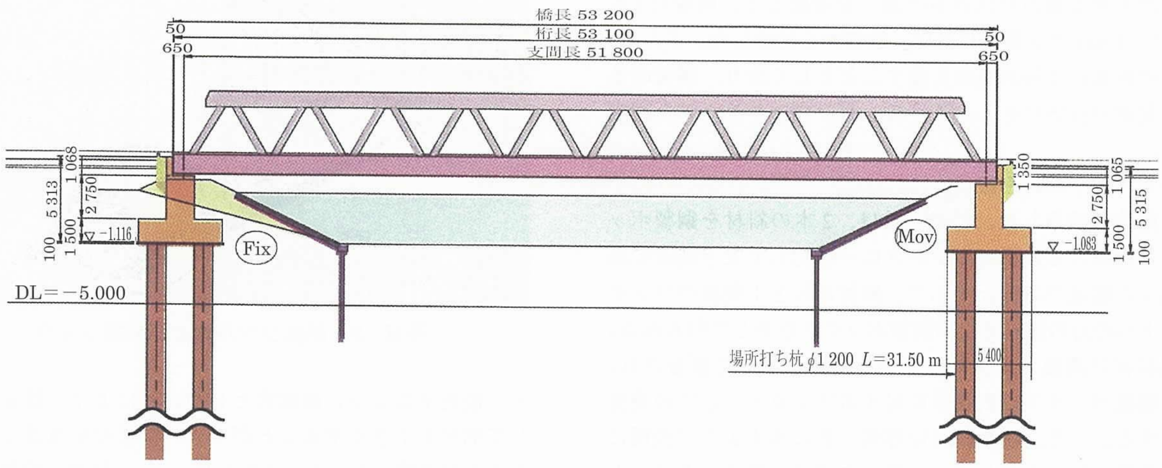


図 - 2　山倉川橋りょう一般図

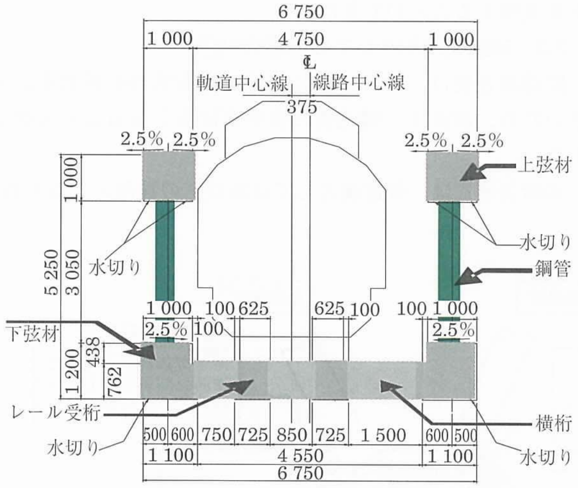


図 - 3　断面図

3. 新山倉川橋りょうの設計

3.1 構造形式の選定

橋梁の構造形式については，新橋梁は，図 - 1 に示すように起点方に踏切があるため縦断線形を変更できないこと，折居川の H.W.L が高いことから桁高が制限されていること，さらに河積阻害率との関係から支間割は 2 径間以下という制限があった。この条件を踏まえて，表 - 2 に示すように PC 下路桁，コンクリート充填鋼管桁，PC ランガー桁，鋼管トラスウェブ PC 桁などの案に対する経済性，工期，景観などについての比較検討を行った。結果，経済性に優れ，景観としてもランドマーク的なデザインである鋼管トラスウェブ PC 桁を採用することとした。この桁の特徴としては，以下のことがあげられる。

①主桁自重の軽減により PC 鋼材などが減少し，橋梁全体としてコストダウンが図れる。

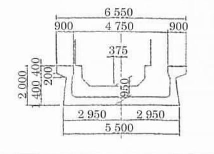
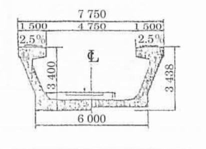
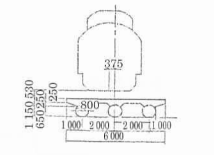
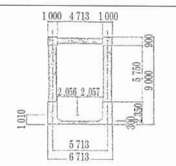
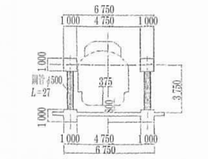
②ウェブの型枠・鉄筋・PC 鋼材の組立てが不要となることで施工性が向上し，工期短縮が図れる。

③ウェブがトラス構造となることで透明感が増し，景観性の向上につながる。

3.2 鋼管トラスウェブ PC 桁の構造について

本構造では，斜材に直径 φ 457.2 mm の鋼管 SM490YB を使用しており，鋼管内部には防音効果を期待して上下弦材と同じ配合のコンクリートを充填している。これにより，斜材は鋼・コンクリートの合成構造の部材となるため，圧縮斜材では鋼管肉厚の低減を図ることができた。また，鋼

表 - 2　構造形式の選定

	①PC 下路桁（2 径間）	②PC 下路桁（単径間）	③コンクリート充填鋼管桁（2 径間）	④PC ランガー橋（単径間）	⑤管トラスウェブ PC 桁（単径間）
断面図					
特　徴	・桁高制限のある場合には有利な形式 ・桁高が高く除雪（排雪）は困難	・桁高制限のある場合には有利な形式 ・桁高が高く除雪（排雪）は困難	・桁高を低く抑えられる ・支保・型枠工減少による施工性の向上	・PC 下路桁に比べて鋼材量が減 ・部材が多く施工が多少複雑となる	・桁高制限のある場合には有利な形式・自重が軽くなる
経済性※	1.00	1.02	1.02	1.05	0.95
工　期※	1.00	0.97	0.95	1.03	0.95
景　観	・桁高が高く、重いイメージ	・①より桁高が高く、圧迫感がある	・全体的にスマートで周辺景観にマッチ	・曲線美 ・やわらかい印象	・トラス形式であり、ランドマーク的なデザインとなる

※経済性，工期は PC 下路桁（2 径間）を 1 とした場合の比率

管は作用する軸力の大きさの違いを考慮して，肉厚を t = 12, 16, 19 mm と 3 段階に分け，経済性を追求した。さらに，鋼管の表面には防食塗装を施すこととしており，鋼管の色は，周囲の自然になじむように，バンブーグリーンを選定した。

斜材と上下弦材を接合する格点部は鋼製ボックスタイプ格点構造を採用した。この構造は，2 本の斜材を鋼製ボックスと呼ばれる舟形のボックスに一体化して上下弦材に埋め込んだ構造である。そして，斜材から上下弦材のコンクリートへの力の伝達はこの鋼製ボックスを介して行われる。引張斜材は鋼製ボックスの底板と溶接によって接合され，この鋼製ボックスは引抜きに対するアンカーとしての機能を有する。一方，圧縮斜材は**写真 - 2** に示すように表面に丸鋼を取り付けたズレ止めとフックによってコンクリートに定着することとした。また，格点部に作用するせん断力に対しては，鋼製ボックス側面の孔あき鋼板とその内部のコンクリートとの合成構造に加え，せん断補強鉄筋を周囲に配置したコンクリート構造で抵抗する構造にした（図 - 4）。なお，この格点部の構造が，せん断応力などに対して耐力があることは基礎実験[2) 3)]により確認している。

本橋梁は，鋼管トラスウェブ PC 桁を採用していること

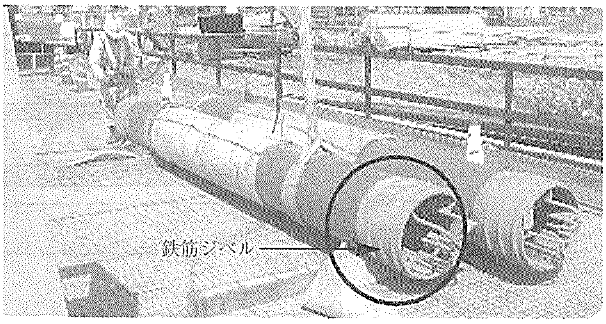


写真 - 2　鉄筋ジベルおよび鉄筋フック

と，後述するように開床式としたことにより，橋梁全体として部材を小さくすることができ，橋梁の死荷重を軽減することが可能となった。そのため，上・下弦材に配置される PC 鋼材の量を減少することができ，全体としてコストダウンを実現することができた。

3.3　鉄道構造物としての構造の検証

鉄道構造物は，設計荷重における活荷重の荷重強度が大きいため，設計上，構造物の疲労が問題となることも少なくない。

本橋梁形式は，鉄道橋としては初めての採用となるため，

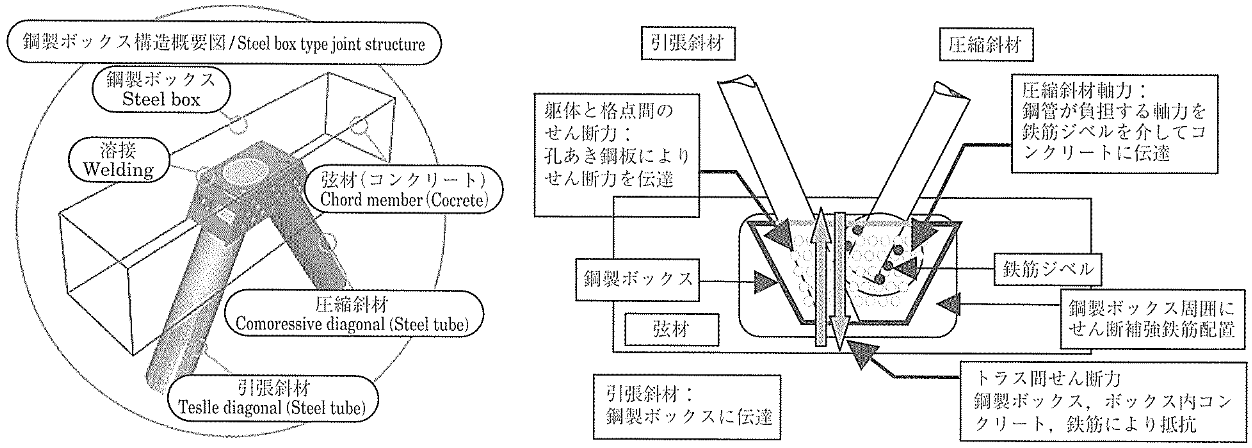


図 - 4　格点構造

疲労試験実施要領

制御方法	荷重制御
鋼管軸力	570 kN ~ 850 kN
水平載荷荷重	640 kN ~ 910 kN
鋼管軸応力	76 MPa ~ 113 MPa
載荷周波数	1.5 Hz
繰返し回数	200 万回

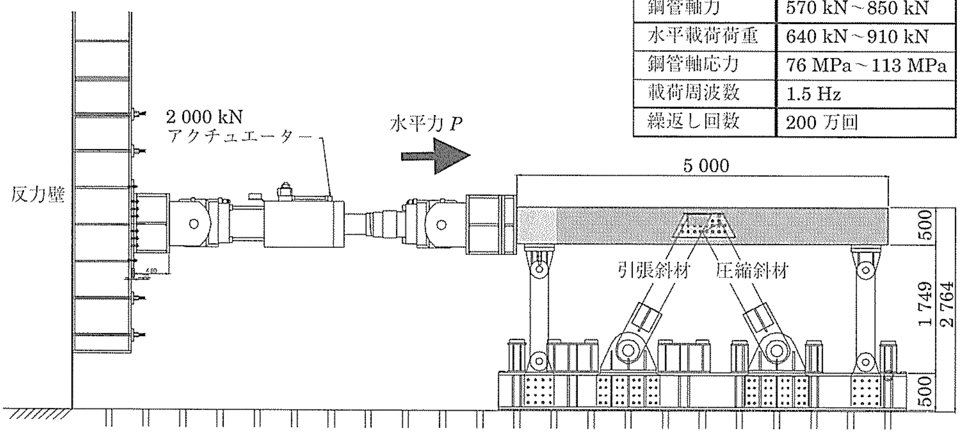


図 - 5　疲労試験装置

格点部の疲労に対する検討が必要であった。そこで格点構造について 1/2 縮尺モデルを製作して疲労試験および疲労試験後の静的載荷試験を行った[4]。試験装置を図 - 5 に示す。なお，この試験は活荷重による斜材軸力変動の大きい桁端部の格点を対象とした。試験体は，上弦材のコンクリート断面を 0.5 m × 0.5 m，長さ 5 m とし，斜材の鋼管は外径 ϕ 267.4 mm，板厚 9.3 mm で STK 490 材を使用した。鋼管の端部は実験の際にピン固定となるように治具を取り付けた。鉄筋は軸方向筋およびせん断補強筋とも D 10 を配置するとともに，鋼管まわりには補強筋 D 6 を 3 段配置した。上弦材のコンクリートには直径 ϕ 17 mm の PC 鋼棒 2 本によって，コンクリートの圧縮応力度 0.9 N/mm^2 のプレストレスを導入した。

試験時の載荷荷重は，斜材に作用する設計軸力相当の力が 1/2 縮尺モデルに作用するように設定し，640 kN ～ 910 kN の荷重を水平力として繰返し載荷させた。

疲労試験中の全体挙動を見るために，繰返し回数 1 回，100 万回，200 万回時における水平載荷荷重と変位の関係を図 - 6 に示す。載荷初期に試験体と治具間のなじみ分により変位が約 6 mm までが増加した後，載荷荷重と変位は線形的に増加した。変位は，繰返し回数とともに微増したが，グラフの傾きは変化しておらず，剛性低下が見られないことから，200 万回繰返し荷重に対して格点部は安全であることが確認された。また，疲労試験後の静的載荷試験では，格点部に先行して斜材が降伏することを確認しており，構造系の安全性も確認した。

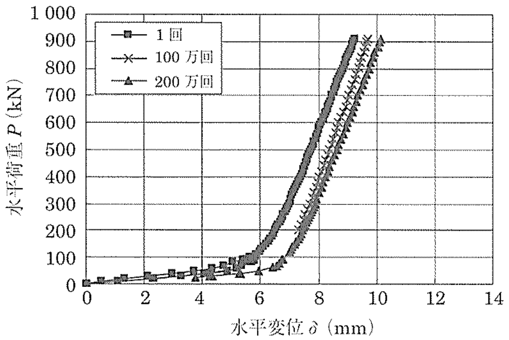


図 - 6　載荷荷重と変位の関係

また，本橋梁は上弦材が左右独立した下路タイプの構造になっているため，設計時には面外座屈の検討を行っている。この座屈の検討に関しては，斜材にて弾性拘束された圧縮弦材の格点間隔に，その拘束の度合いから算定される有効座屈長さ係数を乗じて両端ヒンジの有効座屈長さを求め，次に長柱としての断面力を「鉄筋コンクリート長柱の設計」[5] により算定し，上弦材の 2 次偏心量を考慮した断面力が破壊抵抗曲げモーメントを下回っていることにより安全であることを確認した。

3.4　開床式の検討

新潟地区は降雪地帯であるため，下路桁の場合は通常は散水による除雪を行っているが，散水消雪はランニングコストがかかったり，コンクリートの防水工などの対策を考慮しなくてはならない。そこで，開床式構造を採用し，自然落下による除雪とすることとした。

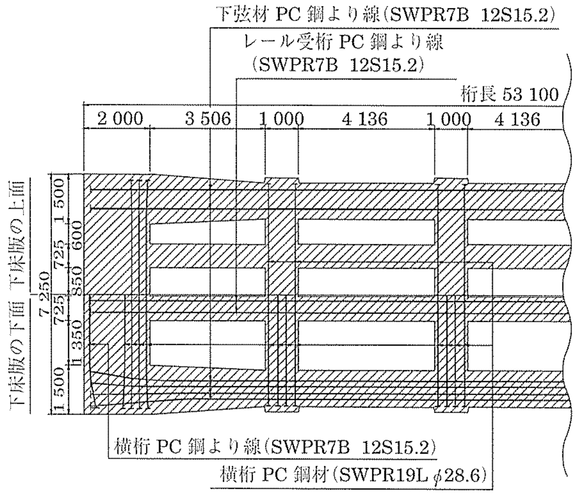


図 - 7　下床版 PC 鋼材配置図

開床式の PC 下路桁は，秋田県の五能線十川橋梁で施工実績があり，ここでは開床部に設置したグレーチングの網目ピッチを 60 × 200 mm としている。本橋梁に開床式を採用するにあたり，新潟地区の重く湿った雪に対しては雪が積もることが懸念されたため，模型を製作して現地で落雪状況の確認を行った。その結果，グレーチングの網目ピッチは十川橋梁と同じ 60 × 200 mm にすれば積雪は軽減されることが確認でき，これを採用することとした。

3.5　設 計 結 果

本橋梁は，鋼管トラスウェブとその格点を埋め込む上弦材，下弦材および列車荷重を直接支持するレール受桁と横桁から構成される鋼・コンクリート複合構造である。この構造形式は，従来の PC 下路桁橋のウェブをより抵抗機構が明確な鋼管トラスとした構造である。

また，本橋梁のもうひとつの特徴としては，降雪対策のために開床式の直結軌道形式を採用している点である。この構造の場合，すべての部材が骨組で構成されることになり，構造計算ではこの骨組構造における部材相互の力の伝達を把握するために，三次元の骨組解析モデルを採用している。

部材の検討については，横桁およびレール受桁は，列車荷重が直接載荷される部材であること，また，その力を下弦材に伝達する必要があるため PC 部材として設計をしている。下弦材はトラス構造においてもっとも大きな引張力を受ける部材となるため，PC 部材として検討を行い，上弦材についても，本構造の場合，つねに圧縮部材となるが，圧縮力の小さい端部には格点構造の剛結度を高めるために PC 部材として設計している。なお，部材検討は鉄道構造物等設計標準に基づき，主に終局限界，使用限界の各限界状態に対して，構造物の安全性を検討した。

鋼管トラス材は，圧縮および引張の軸方向力を受け，かつ格点が剛結合であるため曲げモーメントが作用する部材である。引張鋼管トラス材は軸方向力および曲げモーメントを受ける部材として，終局限界状態において部材断面お

よび安定の照査を行い，圧縮鋼管トラス材は軸方向力および曲げモーメントを受ける鋼・コンクリート複合部材として各限界状態に対して部材断面および安定の照査を行っている。照査方法は，「鉄道構造物等設計標準　鋼・合成構造物」および「鉄道構造物等設計標準　鋼とコンクリートの複合構造物」に準拠した。

格点部は，複合トラス構造を構成する重要構造部位であり，該当箇所のみならず他の部材にも設計上大きく影響することからも以下の2点の性能を有するものとした。

①格点部を構成する主鋼材や鉄筋などの補強鋼材は，終局荷重作用時においても降伏点以下に留めることを原則とする。

②格点部は，終局荷重作用時において他の部材に先行して破壊してはならない。

本検討は，格点部に生じる圧縮斜材軸力，引張斜材軸力，斜材間せん断力，躯体と格点間のせん断力，格点部回転モーメントによる断面力に対して設計を行っており，性能については，既往の実験結果をもとに検討を進めた。

設計の総括表を表 - 3 ～ 6 に示す。検討の結果、部材の決定ケースは，圧縮斜材では終局限界状態において曲げ，鋼製ボックスでは終局限界状態においてせん断で決まるものとなっている。

4.　新山倉川橋りょうの施工

本橋梁は，架設位置でステージングを設置し，鋼管トラスの組立て，コンクリート打設，PC 鋼材の緊張，防水工を行った。本橋梁の施工ステップを表 - 7 に示す。

4.1　鋼管トラスの架設

鋼管トラスの架設は図 - 8 に示すように，斜材 S1 から S 10，S 20 から S 12 の順に架設し，最後に斜材 S 11 を架設した。S 10，S 11 はともに引張斜材となるため，S 11 には鋼製ボックスが接合されないこととなる。しかし，この部材の作用軸力は，写真 - 2 に示す（圧縮部材の定着形状）フックによる耐力に対して約 1/4 程度と小さいため，圧縮部材と同様に先端にフックを付けて固定することで対処することとした。なお，架設状況を写真 - 4 に示す。

4.2　コンクリートの施工

本施工にあたっては，下床版を開床式としたこと，格点部には鋼製ボックスを設置していること，写真 - 3 に示すように狭隘な箇所に PC 鋼材を配置していることなどから，

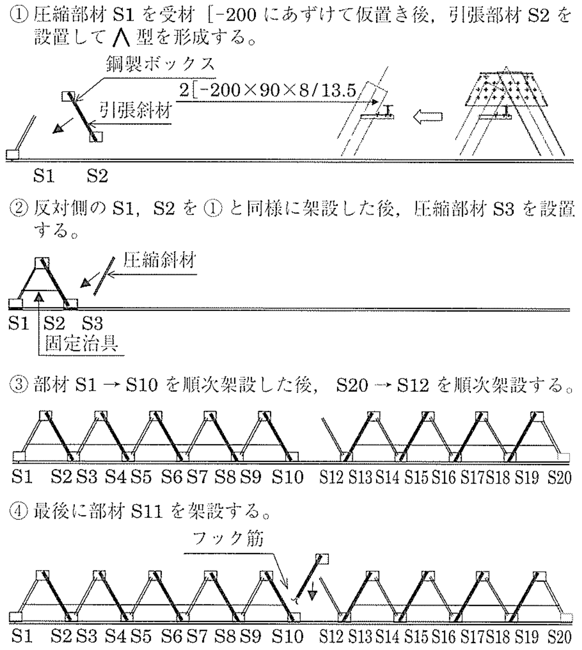


図 - 8　鋼管トラスト架設順序

表 - 3　引張斜材(端部)設計総括表

形状	鋼管の厚さ		mm	19
	規格			SM490YB
終局	(引張斜材の検討)			
	作用合成モーメント	M	kN·m	201
	作用軸方向力	P	kN	4 124
	鋼管の曲げ耐力（圧縮側）	M_{cuo}	kN·m	888
	引張耐力（圧縮）	P_{cuo}	kN	− 8 455
	$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i\ (P/P_{cuo} + M/M_{cuo})$			0.90
	鋼管の曲げ耐力（引張側）	M_{tu}	kN·m	930
	引張耐力（引張）	P_{tu}	kN	8 858
	$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i\ (P/P_{tu} + M/M_{tu})$			0.86
	(横方向の検討)			
	作用合成モーメント	M	kN·m	205
	作用軸方向力	P	kN	4 124
	鋼管の曲げ耐力（圧縮側）	M_{cuo}	kN·m	888
	引張耐力（圧縮）	P_{cuo}	kN	− 8 455
	$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i\ (P/P_{cuo} + M/M_{cuo})$			0.91
	鋼管の曲げ耐力（引張側）	M_{tu}	kN·m	930
	引張耐力（引張）	P_{tu}	kN	8 858
	$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i\ (P/P_{tu} + M/M_{tu})$			0.86

表 - 4　圧縮斜材（端部）設計総括表

形状	鋼管の厚さ			mm	19
	規格				SM 490 YB
終局	(軸力)				
	設計作用軸力		P	kN	4 044
	軸方向圧縮力の上限値		N'_{oud}	kN	10 227
	$\gamma_i \cdot P/N'_{oud}$				0.47
	(曲げモーメント)				
	設計曲げモーメント		M	kN·m	549
	設計曲げ耐力		M_{ud}	kN·m	776
	$\gamma_i \cdot M/M_{ud}$				0.85
	(せん断力)				
	設計せん断力		V	kN	214
	設計せん断耐力		V_{yd}	kN	4 440
	$\gamma_i \cdot V/V_{yd}$				0.06
	(ねじりモーメント)				
	設計ねじりモーメント		M_t	kN·m	7.5
	設計ねじり耐力		M_{tud}	kN·m	929.0
	$\gamma_i \cdot M_t/M_{tud}$				0.01
使用	永久荷重作用時の曲げ応力度	上縁		N/mm²	156.8
		下縁		N/mm²	− 60.2
	変動荷重時の曲げ応力度	上縁		N/mm²	183.0
		下縁		N/mm²	− 35.6
	基本強度			N/mm²	355.0

表 - 5　下弦材および上弦材の設計総括表

	検討部材					下弦材	上弦材
	形状寸法		b		m	1.000	1.000
			t		m	1.200	1.000
			d		m	1.120	0.922
曲げ	鉄筋量	PC 鋼材	構成			SWPR 7 B 12 S 15.2	SBPR 930/1180 ϕ 32
			本数		本	5	2
			鉄筋量 A_p		cm²	99.84	16.084
			鉄筋比 P_p		%	0.6	0.2
		引張鉄筋	径一間隔			D 22 ctc 100	D 19 ctc 100
			鉄筋量 A_s		cm²	38.710	28.650
			鉄筋比 P_s		%	0.3	0.3
	終局	設計曲げモーメント M_d			kNm	2 988	865
		設計軸力 N_d			kN	− 10 916	3 856
		設計曲げ耐力 M_{ud}			kNm	6 738	2 167
		γ i ・ M_d / M_{ud}				0.53	0.48
	使用	永久荷重作用時のコンクリート応力度		上段	N/mm²	3	8.1
				下段	N/mm²	2	0.2
		永久荷重作用時の応力度制限値		上段	N/mm²	16	16
				下段	N/mm²	0	0
		変動荷重作用時のコンクリート応力度		上段	N/mm²	7.5	12.3
				下段	N/mm²	− 0.7	0.2
		変動荷重作用時の応力度制限値		上段	N/mm²	−	−
				下段	N/mm²	− 1.4	− 1.6
せん断	鉄筋量	せん断引張鉄筋	径一間隔			D 22 ctc 100	D 19 ctc 100
			鉄筋量 A_s		cm²	38.710	28.650
			鉄筋比 P_s		%	0.3	0.3
		スターラップ	径一間隔			D 19 ctc 200	D 19 ctc 100
	終局	設計せん断力 V_d			kN	282	342
		設計曲げモーメント M_d			kN ・ m	− 201	− 407
		設計せん断耐力 V_{yd}			kN	739	1 303
		γ i ・ V_d / V_{yd}				0.46	0.31
	使用	変動荷重作用時の斜め引張応力度	応力度		N/mm²	− 1.4	− 0.1
			制限値		N/mm²	− 1.9	− 1.9
ねじり	鉄筋量	せん断引張鉄筋	径一間隔			D 22 ctc 100	D 19 ctc 100
			鉄筋量 A_s		cm²	38.710	28.650
			鉄筋比 P_s		%	0.3	0.3
		スターラップ	径一間隔			D 19 ctc 200	D 19 ctc 100
	終局	設計ねじりモーメント M_{td}			kN ・ m	− 463	− 46
		設計曲げモーメント			kN ・ m	− 202	369
		設計せん断力 V_d			kN	− 282	− 45
		設計ねじり耐力 M_{tcd}			kN ・ m	− 752	− 507
		γ i ・ M_{td} / M_{tcd}				0.74	0.11

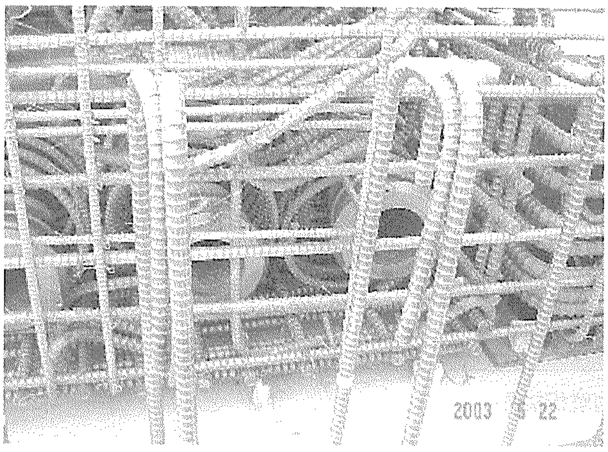


写真 - 3　下弦材の鉄筋および PC 鋼材配置状況

写真 - 4　鋼管トラス据付け状況

表 - 6　鋼製ボックス(端部)設計総括表

形状	鋼製ボックス厚さ	mm	19
	規格		SM 490 YB
終局	（鋼製でボックス抵抗）		
	設計せん断力 V	kN	2 386
	設計せん断耐力 V_{yd}	kN	3 870
	γ_i・V/V_{yd}		0.74
	（鉄筋で抵抗）		
	軸筋		D 19 ctc100
	スターラップ		D 22 ctc100
	設計せん断力 V	kN	1 590
	設計せん断耐力 V_{yd}	kN	2 250
	γ_i・V/V_{yd}		0.85
	（躯体と格点間のせん断力）		
	圧縮斜材軸力 C	kN	3 760
	引張斜材軸力 T	kN	3 840
	躯体と格点間のせん断力 P	kN	3 515
	孔あき鋼材ジベルのせん断耐力 V_{sa}	kN/孔	139
	必要孔あき鋼材ジベル数 N	孔	44
	P/（V_{sa}・N）		0.58
	（格点部回転モーメント）		
	設計回転モーメント M_g	kN・m	1 553
	M_g / M_d		0.76
使用	（ねじりの検討）		
	M_{td} / M_{tcd}		0.05
	制限値		0.70

表 - 7　施工ステップ

ステップ	工　種
step 1	支保工
step 2	下弦材鉄筋・PC 鋼材組立て
step 3	斜材設置
step 4	下弦材コンクリート打設
step 5	斜材コンクリート充填
step 6	PC 鋼材仮緊張
step 7	上弦材支保工・足場設置
step 8	上弦材鉄筋・PC 鋼材組立て
step 9	上弦材コンクリート打設
step 10	PC 鋼材本緊張
step 11	グラウト
step 12	支保工解体
step 13	防水工

表 - 8　コンクリート配合

レール受桁・横桁・下弦材	40−15−20（普通）
鋼管トラス充填	40−15−20（普通）
上弦材	40−15−20（早強）

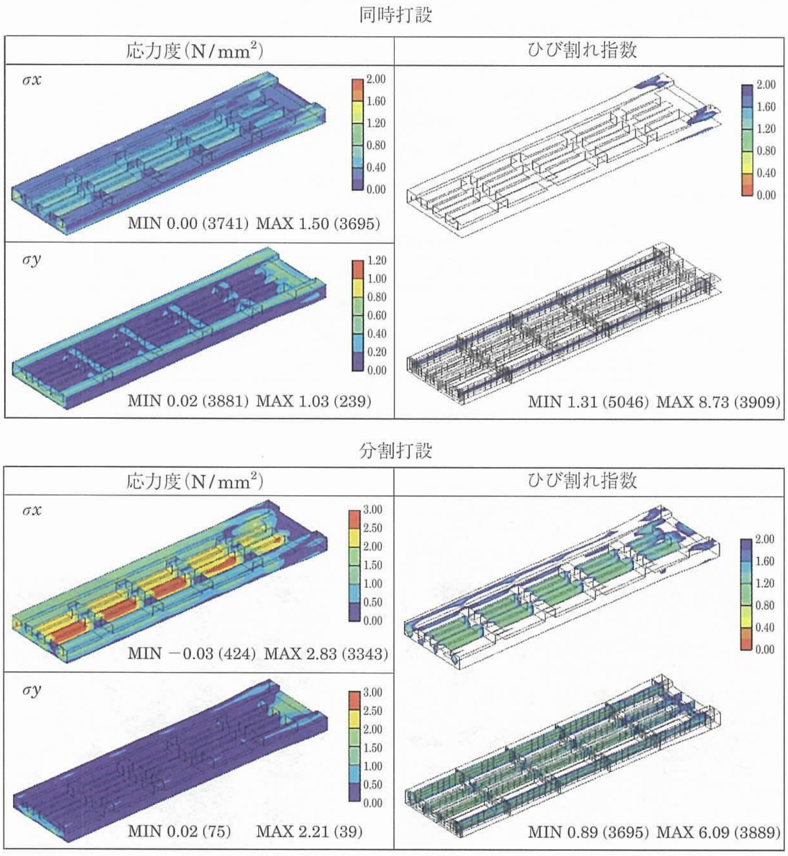


図 - 9　温度応力解析結果

コンクリート打設には十分な配慮が必要であった。そのため，事前に鋼製ボックス周辺の実物大の模型（写真 - 5）を製作し，コンクリート充填性を確認するための試験を行った。その結果，充填性に問題はなく，鋼製ボックス下面に空気溜りが生じないこと，骨材の分離がないことを確認することができた。

コンクリートの打設は，開床式であることから複雑な構造となることや鉄筋が密に配置されていることからコールドジョイントの発生が懸念されたため，打設前にコンクリートの硬化確認試験を行い，2 時間以内の打継ぎであればコールドジョイントを発生させずにコンクリート打設が行えることを確認した。さらに下床版については，構造が複雑となるため，温度応力解析を用いてコンクリート打設方法を決定した。検討は以下の 2 パターンについて実施した。

①下弦材，レール受桁，横桁の同時打設

②下弦材，レール受桁，横桁の分割打設

解析の結果は図 - 9 に示すように，①同時打設の場合の方がひび割れに対して安全であることが確認でき，現地では下床版は同時打設を行っている。

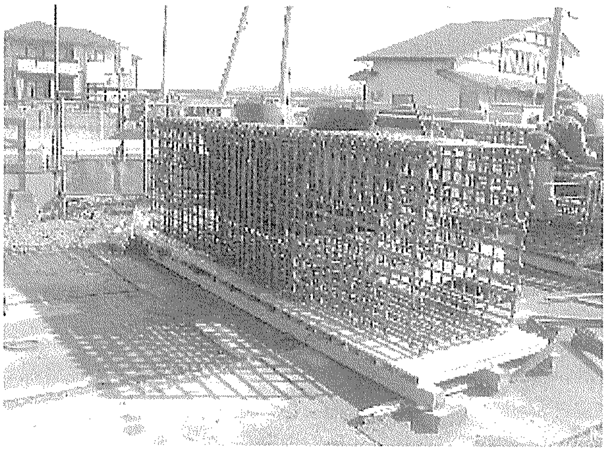


写真 - 5　コンクリート充填試験供試体

本橋梁のコンクリート打設順序は，下弦材および床版，鋼管トラス内部，上弦材に分割して施工した。とくに下弦材については，打設量がもっとも多く，鉄筋が密に配置されているために単位あたりの打設時間が長くなることが懸念されることから，2 時間以内に確実に打継ぎができるようにポンプ車 3 台を配置して打設した。

5. おわりに

本橋梁は，鉄道構造物で初めての試みである複合構造の鋼管トラスウェブ PC 橋の採用となったが，各部材のもつ優れた機能を活かすため，各種試験を行いながら，設計および施工を実施した結果，施工性の向上，工期短縮などの成果が得ることができた。

本工事は，平成 15 年 8 月に橋梁が完成し，同年 9 月 28 日に本線への切換が無事完了している。

最後に，本工事の設計・施工においてご協力を頂いた関係者の方々に深く感謝の意を表します。

参考文献

1）梅原，南：新形式橋梁の性能評価事例　那智勝浦道路木ノ川高架橋工事，プレストレストコンクリート，Vol.45，No.6，pp50 ~ 55，2003

2）齋藤，吉田，古市，山村：鋼・コンクリート複合トラス橋接合部の破壊試験，第 55 回土木学会年次学術講演会概要集，V ― 601，平成 12 年 9 月

3）吉田，古市，日紫喜，山村：鋼トラスウェブ PC 橋の格点構造に関する実験的研究，プレストレストコンクリート技術協会第 10 回シンポジウム論文集，pp.29 ~ 34，平成 12 年 10 月

4）Furuichi、Masumoto、Kigure、Taira、Honda：FATIGUE TESTS OF A NEW JOINT IN COMPOSITEBRIDGE USING DIAGONAL STEEL TRUSS，WEB FIB2002，pp.511 ~ 518，2002 年 10 月

5）堺・角田・能町：鉄筋コンクリート長柱の設計，土木学会論文集第 340 号，pp.165 ~ 174，1983 年 12 月

【2003 年 12 月 25 日受付】